STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **M I L A N O** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI GEOARCHEOLOGICI - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.PART.IVA 05092310969 – SOA 3405AL/57/01

Milano, 20/02/2017

Prot. N. 6229/020/17

Spett.le
GENERALE PREFABBRICATI S.P.A.
CENTRO DIREZIONALE QUATTROTORRI
Ellera Stazione
PERUGIA

OGGETTO: Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel terreno di fondazione dell'edificio DC04 di prossima costruzione nel Comune di SETTIMO MILANESE (MI) – Via REISS ROMOLI.
RELAZIONE GEOTECNICA

Introduzione

Le presenti note si riferiscono al terreno ubicato nel Comune di SETTIMO MILANESE in via REISS ROMOLI nel quale è prevista la realizzazione di un edificio denominato DC04.

I terreni sono stati oggetto di un'indagine geotecnica consistita nell'esecuzione in situ di prove penetrometriche dinamiche continue e di una prova geofisica MASW finalizzata alla classificazione sismica dei terreni.

L'utilizzo dei risultati dell'indagine, unitamente alla conoscenza della zona maturata dagli scriventi, ha permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni,
- classificazione sismica dell'area,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- valutazione della resistenza GEO delle fondazioni esistenti e della rigidezza equivalente dell'insieme fondazione-terreno,
- raccomandazioni esecutive.

Riferimento altimetrico

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito è posto alla +132,93 m s.m.m.. Viene considerato coincidente con lo zero del progetto.

Normative

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/09.
- Delibera Giunta regionale 11 luglio 2014 - n. X/2129.

Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA – "*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche*" (1977).
- A.S.T.M. D 1586-67 - "*Standard Method for penetration Test and Split Barrel Sampling at Soils"* (1974).
- DEPARTMENT of the NAVY - NAV-FAC DM-7 – "*Soil Mechanics, Foundations, and earth structures*" (1971).

Riferimenti bibliografici

- J. E. BOWLES – "Foundation Analysis and Design" – (1982 e 1988).
- R. LANCELLOTTA – "Geotecnica" – ZANICHELLI (1993).
- F. SCHNAID – "IN SITU TESTING IN GEOMECHANICS" – TAYLOR & FRANCIS (2009).
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH – "SPT and Compressibility of Solis" – V ICSMFE (1961).
- K. TERZAGHI – "Theoretical Soil Mechanics" – (1943).
- A. S. VESIC – "Bearing Capacity of Shallow Foundations" – FOUNDATIONS ENGINEERING HANDBOOK ed. H.F. Winterkorm, H.I. Fang (1975).
- VIGGIANI C. – "Fondazioni" – (2003).

Capitolo 1 ***INDAGINE GEOTECNICA***

La dotazione dell'indagine geotecnica è riassunta nella tabella 1.1.

TABELLA 1.1 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE IN SITU

TIPO	N°
Prova penetrom. dinamica continua	2
Prova geofisica MASW	1

Nella tabella 1.2 sono riassunti i risultati più significativi delle prove penetrometriche.
Nella figura 1.1 sono riportati gli andamenti con la profondità della resistenza penetrometrica delle prove eseguite.
Nella figura 1.2 è riportata la planimetria dell'area d'intervento in cui è indicata l'ubicazione delle verticali d'indagine.

Nel disegno n° 6229/6B del 14/02/2017 sono diagrammati i risultati dell'indagine geotecnica con gli identificativi plano-altimetrici delle prove eseguite.
Nella relazione prot. N° 6229/5A del giugno 2014 sono illustrati i risultati della prova geofisica e la relativa interpretazione.

TABELLA 1.2 - RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE CONTINUE

PROVA N°	Q_{pc} [m]	Q_5 [m]	Q_{10} [m]	Q_{20} [m]	Q_M [m]
P9	-0,1	-6,3*	-12,3	-13,2	-17,4
P10	-0,0	-6,2	-12,2	-14,6	-17,3

Q_{pc} = quota del piano campagna,
$Q_{5,10,20}$ = quota in cui $N_c \geq 5$, 10, 20 colpi/piede (N_c = resistenza penetrometrica),
Q_M = quota di fine prova.

FIGURA 1.1 – ANDAMENTO CON LA PROFONDITÀ DELLA RESISTENZA PENETROMETRICA PROVE P9; P10

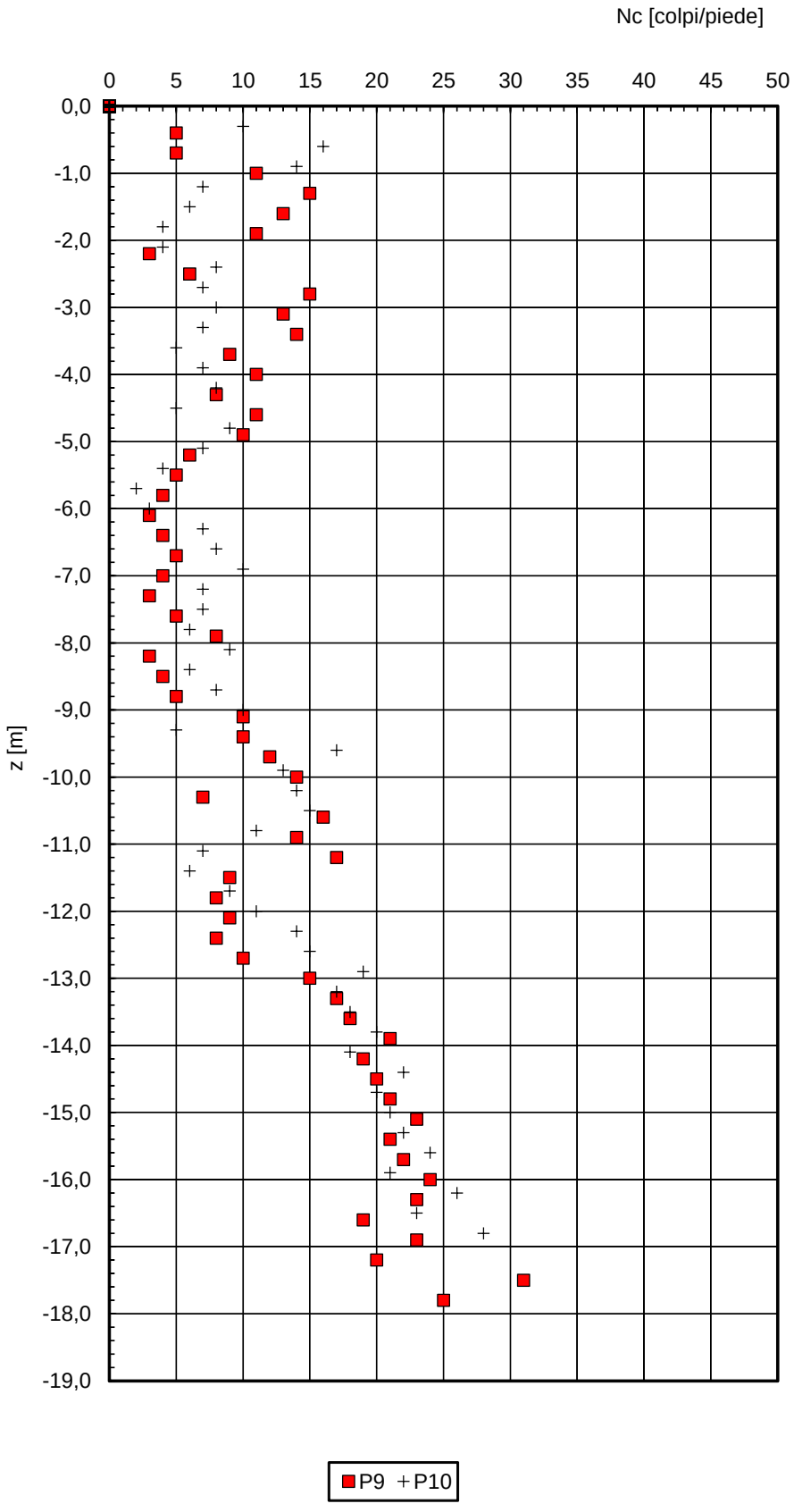


FIGURA 1.2 – PLANIMETRIA DELL'AREA E UBICAZIONE VERTICALI D'INDAGINE

Capitolo 2 ***CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA***

Premessa

L'indagine non ha permesso di prendere visione diretta dei terreni non essendo stato eseguito alcun sondaggio geotecnico.
Tutto quanto si riferisce alla granulometria dei terreni è pertanto indicativo e basato sulla conoscenza della zona e sull'andamento dei diagrammi penetrometrici. Dovrà essere verificato e confermato in corso d'opera.

2.1 – Litologia

Dall'esame dei risultati dell'indagine eseguita nell'area in esame i terreni si presumono costituiti da uno strato di riporto di deposizione antropica a ricoprimento di terreni in situ a prevalente frazione sabbiosa ghiaiosa.
Macroscopicamente si individuano i n° 3 strati di suddivisione di seguito descritti.

STRATO A

Dal piano campagna alla –6 m.

È costituito da riporto di deposizione antropica, su terreno in situ sabbioso limoso.
Presenta uno stato di addensamento molto eterogeneo, globalmente scadente.

STRATO B

Dalla –6 m alla –12 m.

Si presume costituito da sabbia media con ghiaia debolmente limosa.
Le resistenze penetrometriche, comprese entro il range di 8÷12 colpi/piede indicano materiali di densità medio-bassa.

STRATO C

Dalla –12,2÷-12,3 m alla massima profondità d'indagine.

È costituito da ghiaia con sabbia in matrice limosa, debolmente ciottolosa.
È caratterizzato da un lieve aumento della resistenza penetrometrica che è associabile a terreni di media densità.

2.2 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Le informazioni acquisite dalla campagna d'indagine in situ sono utilizzate nel seguito per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.
Per la definizione dei parametri si fa ricorso a relazioni empiriche che legano la resistenza penetrometrica N_{SPT} con le principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati.
Nelle figure 2.1÷2.4 sono diagrammati con la profondità gli andamenti dell'angolo d'attrito φ', della densità relativa D_r, del gradiente *m* e del modulo di deformazione E di YOUNG, dedotti dalle resistenze N_{SPT} ricavate dalla N_c tramite un coefficiente moltiplicativo di correlazione pari a 1,2.
Le correlazioni adottate sono riportate in grassetto in calce alle figure.

Nella tabella 2.1 si riportano i valori delle caratteristiche geotecniche più significative dei terreni dell'area in esame nella schematizzazione sopra illustrata.
A tali parametri viene fatto riferimento nelle analisi seguenti.

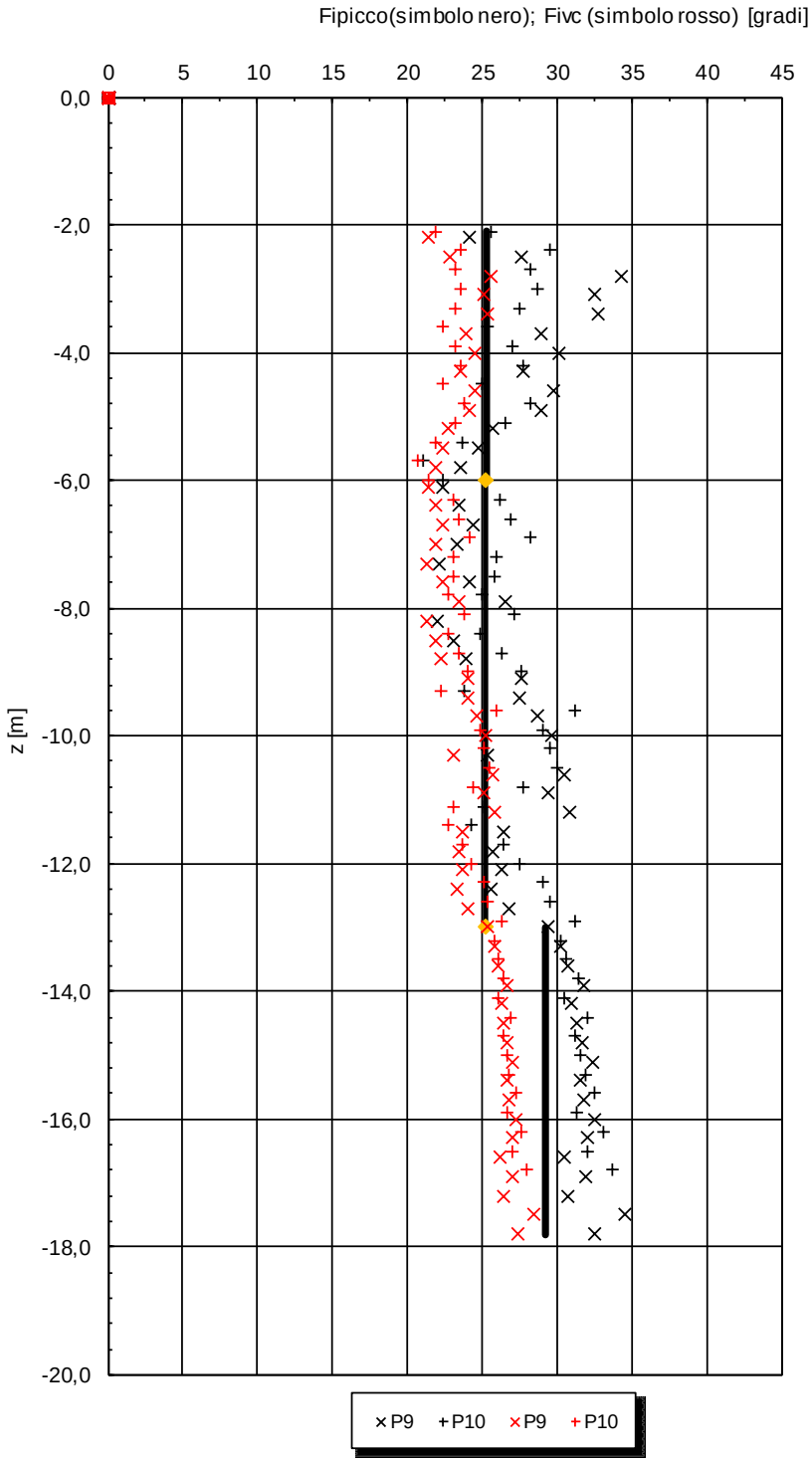
TABELLA 2.1 – MODELLO GEOTECNICO

STRATO	Q_L [m]	$(N_1)_{60_SPT}$ [/]	γ [kN/m³]	φ'_{calc} [gradi]	D_r [%]	m [/]	n [/]	ν [/]
A	-6	10	19	24,5	40	430	0,6	0,3
B	-12,5	7	19	24	35	400	0,6	0,3
C	/	13	19	29	45	600	0,5	0,3

Nelle figure 2.1÷2.4 e nella tabella 2.1 si è indicato con:

Q_L = quota del letto dello strato,
$(N_1)_{60_SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata,
γ = peso di volume fuori falda,
φ'_{calc} = angolo d'attrito operativo valutato come valore intermedio tra φ' e φ'_{cv} di figura 2.1,
D_r = densità relativa,
m = gradiente del modulo di YOUNG E_{VC} nella formulazione $E_{VC} = m\ (\sigma_c/\sigma_r)^n\ \sigma_r$ (JANBU) , σ_c; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per *E* e σ_c in kPa,
E_{VC} = modulo di YOUNG (curva vergine); il modulo di Young $E_{UL\text{-}RL}$ di scarico e ricarico è pari a $\alpha^* E_{VC}$; α per i terreni in esame α assume il valore pari a 2,
ν = rapporto di POISSON.

FIGURA 2.1 – ANDAMENTO ANGOLO D'ATTRITO φ - PROFONDITÀ



$\varphi = 15 + [15 * (N_1)_{60}]^{.5}$ (sabbie fini limose - SHIOI & FUKUNI - 1982; ROAD BRIDGE SPECIFICATION)

$\varphi = 27 + 0,3 * (N_1)_{60}$ (sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose - JAPANESE NATIONAL RAILWAY)

$\varphi = 15 + [20 * (N_1)_{60}]^{.5}$ (sabbie medio grosse e sabbie debolmente ghiaiose - OWASAKI & IWASAKI)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$

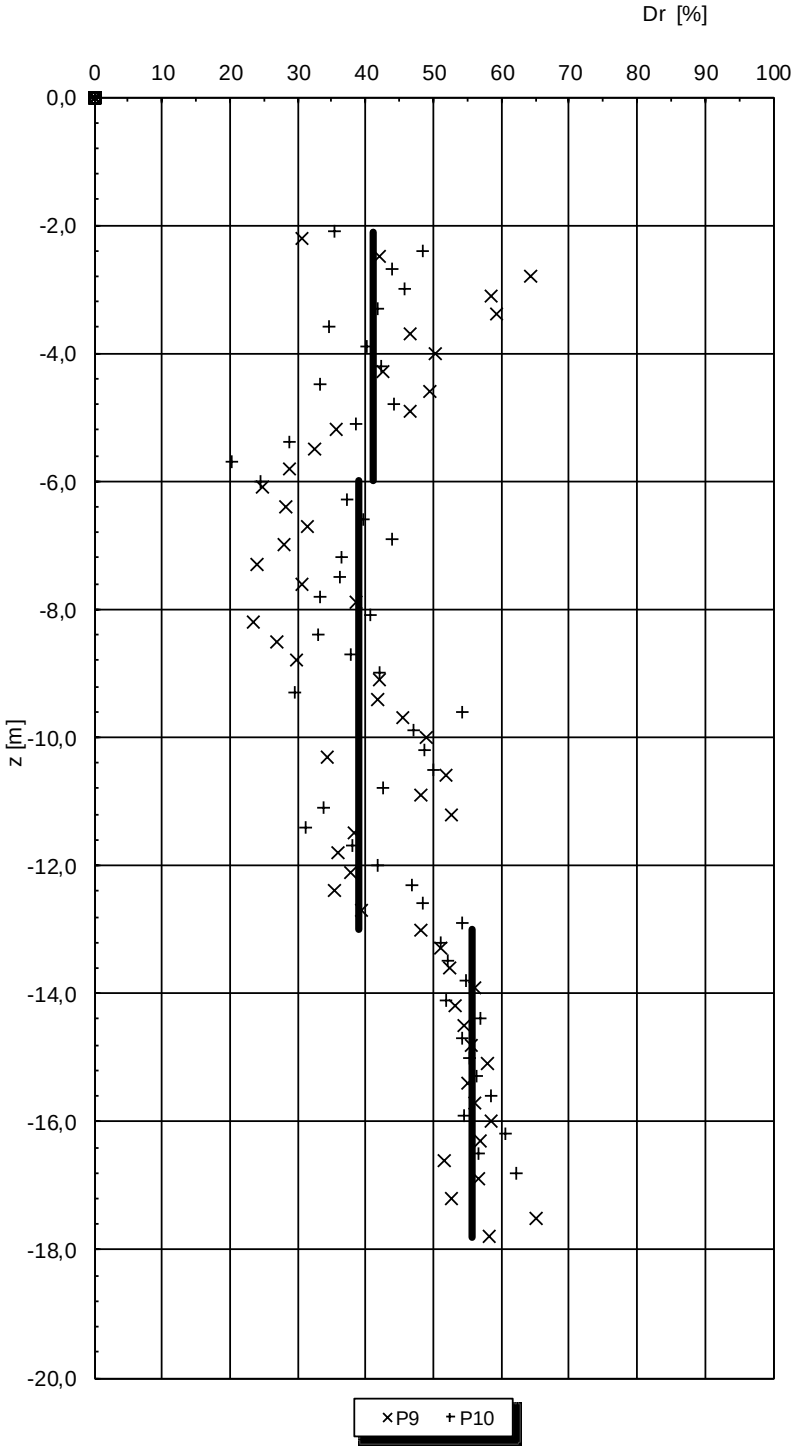
$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

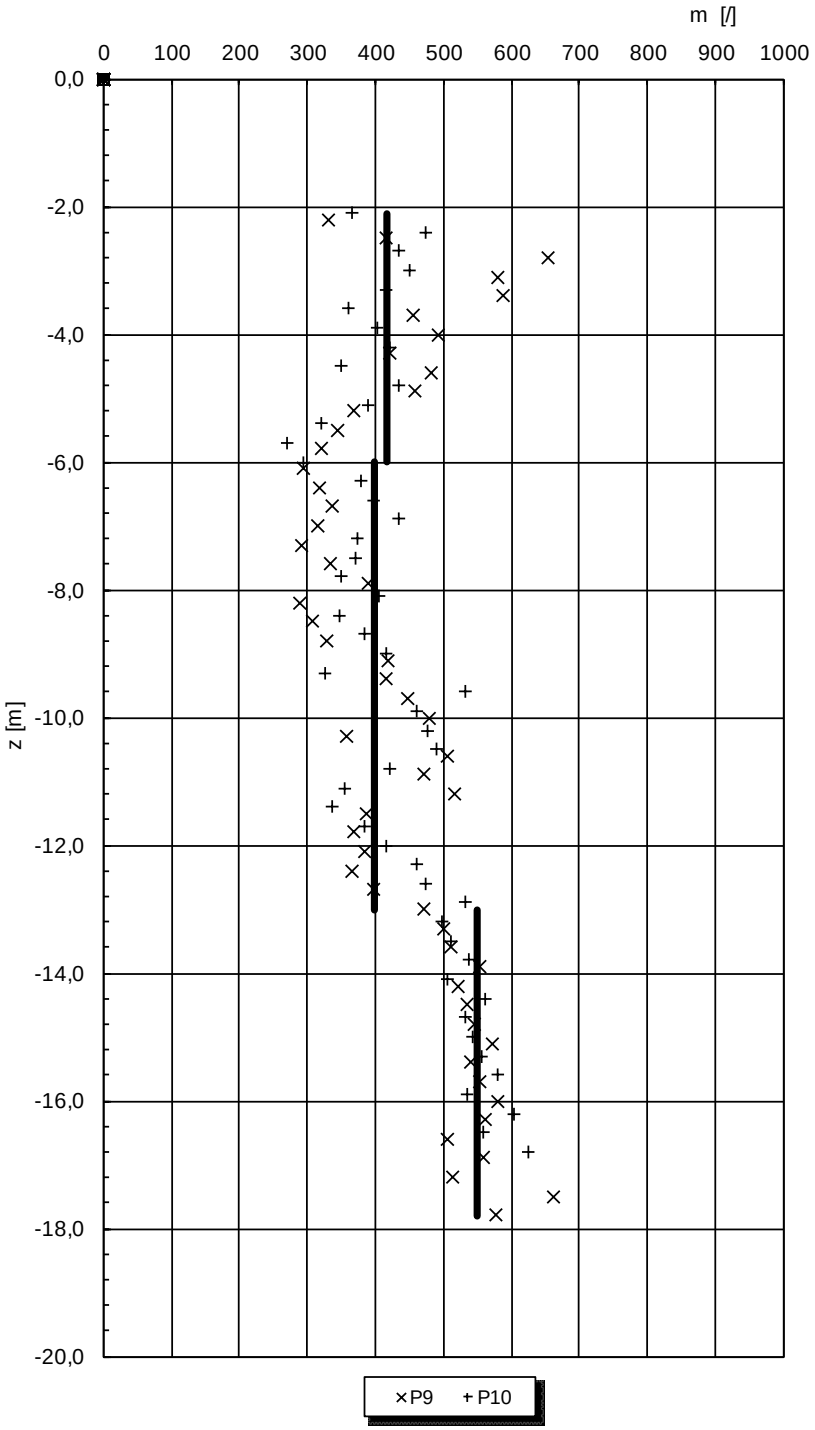
FIGURA 2.2 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_R - PROFONDITÀ



Dr = $[(N_1)_{60}/A]^{.5}$ (SKEMPTON - 1986)

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa
N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata
E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%
$C_N = (98,1/s'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)
A = 55, 60, 65 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

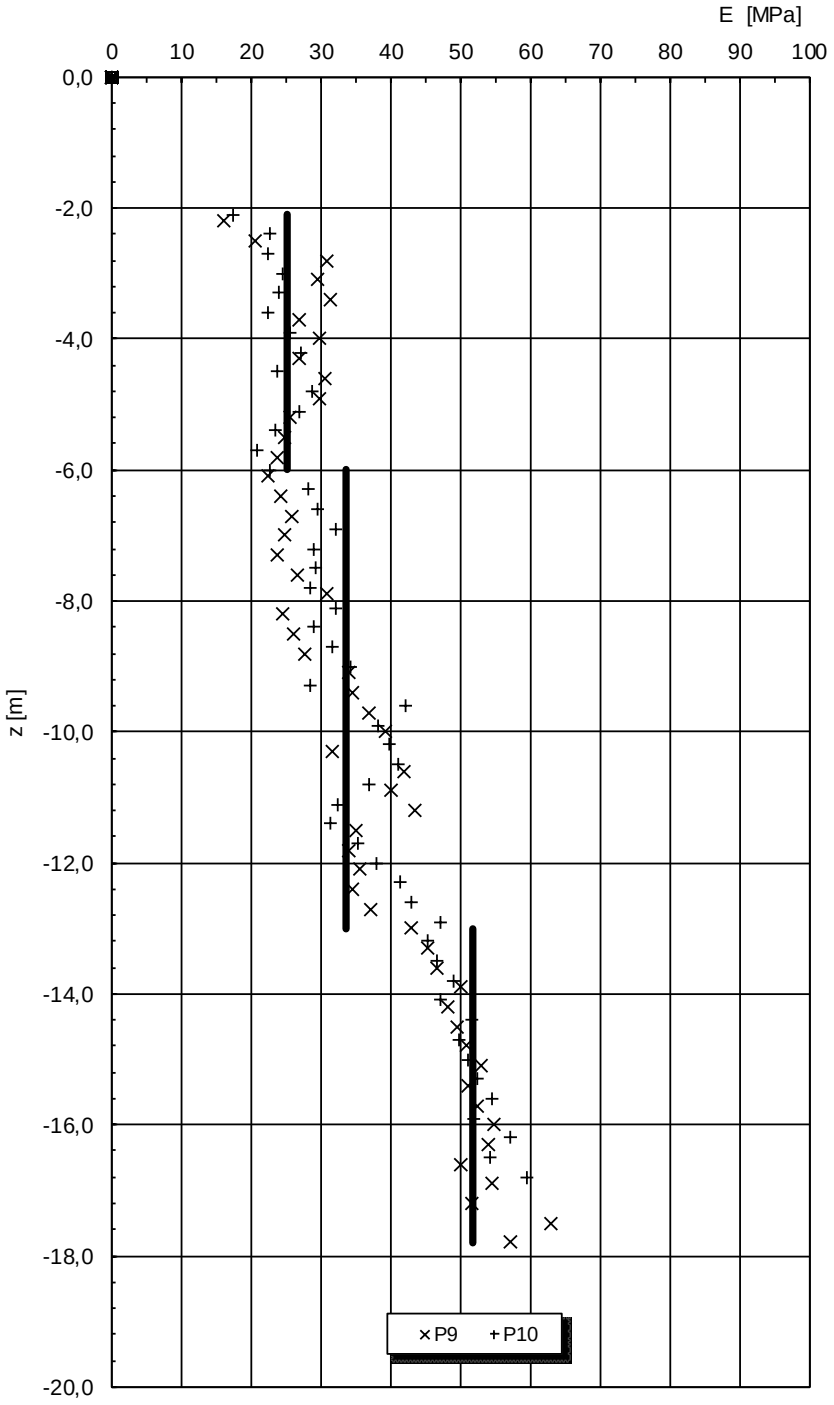
FIGURA 2.3 – ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO *m* - PROFONDITÀ



m = gradiente del modulo = a * e $^{(b*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

a, b = parametri adimensionali funzione della granulometria del terreno assunti pari a:
a = 180, 210, 250
b = 0,02, 0,0225, 0,25
rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse,
D_r = densità relativa.

FIGURA 2.4 – ANDAMENTO DEL MODULO ELASTICO *E* - PROFONDITÀ



$$E = m\ (\sigma'_c/\sigma_r)^n\ \sigma_r$$

m = gradiente del modulo = a * e $^{(b*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

n = esponente del modulo

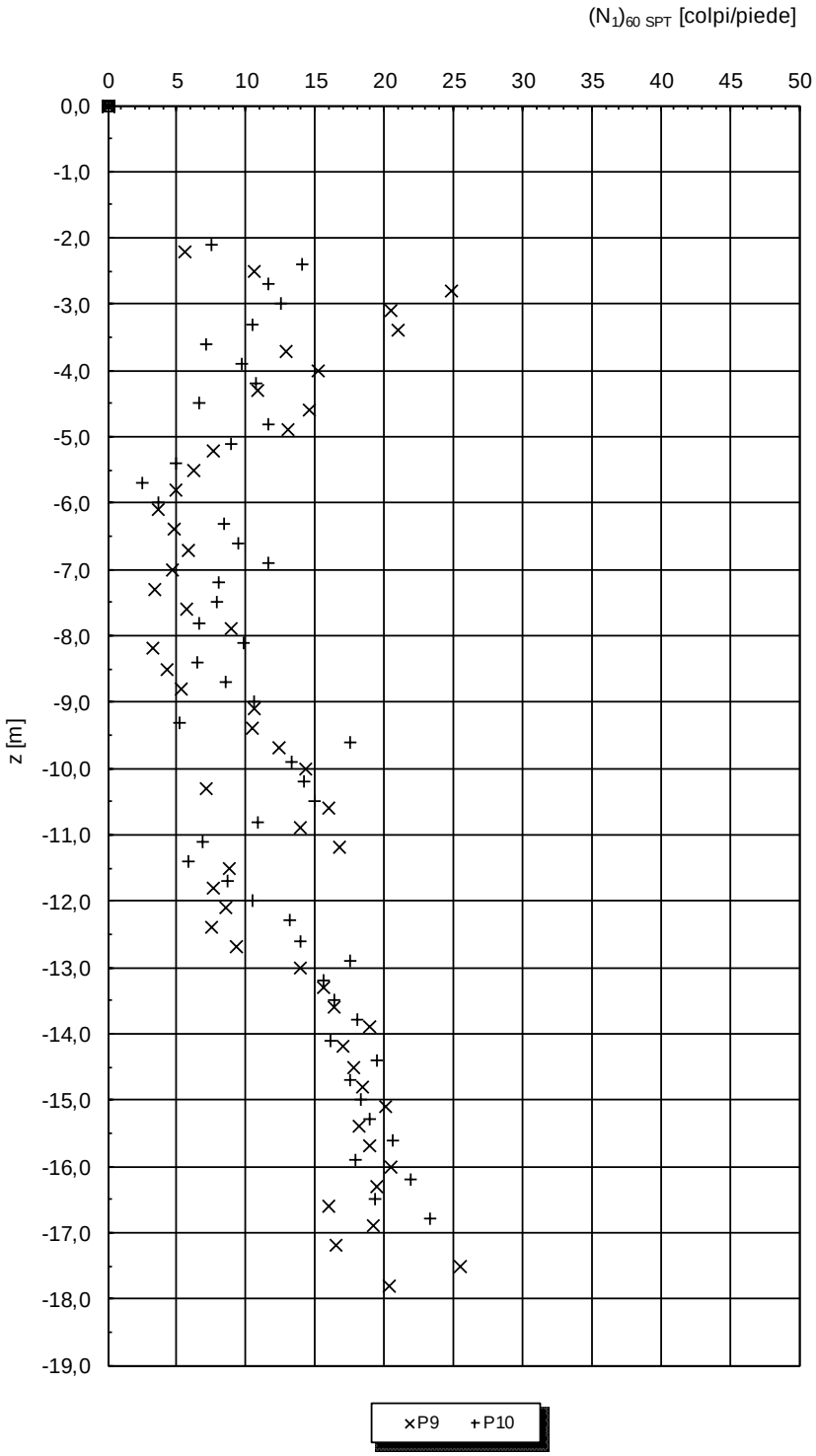
σ'_c = pressione di contenimento efficace in kg/cm^2, calcolata adottando un coefficiente a riposo = 1-sin φ

σ_r = pressione di riferimento = 100 per E in kPa

$$E = 196{,}2 * B * (N_1)_{60}\ \text{(SCHMERTMANN)}$$

B = 4, 6, 10 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

FIGURA 2.5 – ANDAMENTO $(N_1)_{60SPT}$ – PROFONDITÀ



$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale =100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98{,}1/\sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

2.3 - Idrologia

Nel corso dell'indagine è stata segnalata la presenza dell'acqua di falda alla quota Q_w pari a:

$$Q_w = -4{,}1 \text{ m.}$$

Si ritiene prudenziale prefissare nell'area in esame la Q_{wp} di progetto pari a:

$$Q_{wp} = -3{,}5 \text{ m.}$$

Se d'interesse specifico per la progettazione si consiglia uno studio idrologico della zona.

2.4 - Sismicità dell'area

Nel seguito viene fornito un inquadramento generale sulla classificazione sismica dell'area in esame nel rispetto delle disposizioni delle NTC del Decreto Ministeriale del 14/01/2008.

- a) Il sito in esame appartiene alla ZONA 4, con rischio sismico basso.

- b) Secondo la normativa vigente la tipologia del suolo di fondazione è dipendente dal valore $v_{s,30}$, definito come media della velocità delle onde di taglio entro i primi 30 m dal piano di fondazione. In particolare si considera il valore derivante dalla prova MASW pari a:

$$v_{s,30} = 270 \text{ m/s.}$$

Introducendo tale valore nella tabella 2.2 risulta che i terreni in esame fanno parte della **CATEGORIA DI SUOLO C.**

- Essendo l'area pianeggiante questa risulta di Categoria topografica T1. Ne consegue un valore massimo del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a:

$$S_T = 1{,}0.$$

TABELLA 2.2 – CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO

(DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08)

CATEGORIA DI SUOLO	LITOLOGIA	V_{S30} m/s	N_{SPT} /	c_u kPa
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore ≤ 5 m.	>800	/	/
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessore di diverse decine di metri.	360÷800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri.	180÷360	15÷50	70÷250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con v_{s30} >800 m/s.	come *C* o *D*	/	/

$v_{s,30}$ velocità onde di taglio,
N_{SPT} resistenza SPT,
c_u la coesione non drenata.

- c) Le verifiche strutturali nei diversi stati limiti vanno condotte adottando le azioni sismiche che sono funzione della "pericolosità sismica" dell'area in esame.
La "pericolosità sismica" è definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con piano campagna orizzontale.
Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali definite, sul sito di riferimento, in funzione dei parametri:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di tali parametri sono riportati nella tabella esposta nell'Allegato A del citato decreto in corrispondenza delle coordinate geografiche di una

griglia di punti prefissati sul territorio. I parametri dell'area in esame vengono ottenuti per interpolazione lineare tra quattro punti della griglia.
Considerando in prima analisi ma con sufficiente approssimazione l'area ubicata in corrispondenza del centro del Comune di SETTIMO MILANESE, dall'interpolazione eseguita utilizzando il software del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici "SpettriNTC.ver.1.0.3" risultano, per il sito in esame i valori dei parametri a_g, F_o e T_c^* riportati in tabella 2.3.

TABELLA 2.3 - VALORI DEI PARAMETRI A_G, F_o E T^*_c

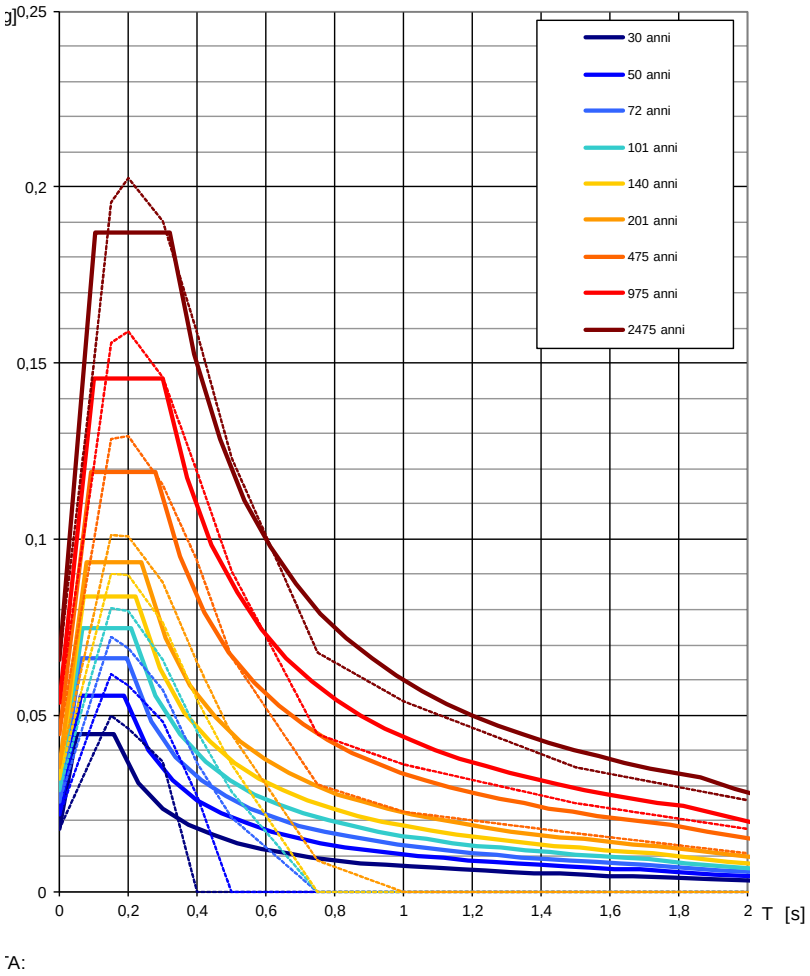
T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
30	0,018	2,550	0,160
50	0,022	2,525	0,189
72	0,026	2,587	0,198
101	0,029	2,588	0,211
140	0,032	2,610	0,223
201	0,035	2,641	0,240
475	0,045	2,676	0,282
975	0,053	2,726	0,302
2475	0,066	2,840	0,321

T_R = periodo di ritorno,
a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno,
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Utilizzando il medesimo software si ricavano gli spettri di risposta elastica delle componenti orizzontali di moto, costruiti a partire dai parametri di tabella 2.3, per i diversi periodi di ritorno considerati dal D.M..
Gli spettri sono riportati nella figura 2.6.

- Con linee continue gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali di moto per diversi periodi di ritorno dell'azione sismica (D.M. del 14/01/2008).
- Con linee tratteggiate gli spettri definiti dal progetto INGV-S1 (http://esse1.mi.ingv.it/ - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) a partire dai quali sono stati derivati gli spettri di normativa.

FIGURA 2.6 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI SU SUOLO RIGIDO



2.5 – Verifica a liquefazione

Secondo le NTC, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze.

1) Eventi sismici attesi di magnitudo M<5.
2) Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) < 0,1 g.
3) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.
4) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica norma-

lizzata $(N_1)_{60}$>30 oppure q_{c1N}>180 dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata con prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1 (a) e 7.11.1 (b) delle NTC.

Da quanto esposto sopra la circostanza 2) si manifesta nel sito in esame.
Pertanto la verifica di suscettibilità alla liquefazione dei terreni viene omessa.

Capitolo 3 ***CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO***

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio industriale ubicato secondo il layout riportato nella figura 1.2.
L'edificio presenta una struttura del tipo puntiforme in calcestruzzo armato.
Nel predimensionamento il progetto prevede fondazioni dirette nastriformi di larghezza di 1,4 m, impostate alla quota Q_f pari a:

$$Q_f = -2,5 \text{ m.}$$

La pressione di contatto q_t fondazione-terreno è indicata pari a:

$$q_{t,rara} = 170 \text{ kPa,}$$
$$q_{t,SLV} = 150 \text{ kPa}$$
$$q_{t,SLU} = 230 \text{ kPa}$$

Capitolo 4 ***FONDAZIONI***

4.1 – Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame ed in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, si ritiene ammissibile in prima istanza l'adozione delle fondazioni dirette nastriformi previste dal progetto impostate alla quota Q_f = -2,5 m.
A tale quota sono presenti in tutta l'area i terreni dello strato A che, pur avendo associate caratteristiche meccaniche scadenti, possono sviluppare una resistenza in linea con le esigenze del progetto.
Nelle note seguenti di tali fondazioni sarà condotta l'analisi di resistenza e di deformazione.

4.2 –Analisi fondazioni - Calcolo della resistenza RD per collasso del complesso fondazione-terreno (SLU – GEO). Calcolo cedimenti

4.2.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

Nel seguito sono analizzate le fondazioni con geometrie variabili entro un range in cui sono comprese quelle previste dal progetto.

- I calcoli di resistenza sono condotti agli stati limiti ultimi, in condizioni statiche e dinamiche[1], secondo quanto prescritto nelle NTC.
- Il modello geotecnico adottato nei calcoli si identifica con quello riportato nella tabella 2.1.
- Nei calcoli in presenza di sisma si sono adottati i valori dei parametri dello spettro di tabella 2.3 corrispondenti al tempo di ritorno T_R pari a 475 anni:

$$a_g = 0{,}045 \text{ g},$$
$$F_0 = 2{,}676,$$
$$T^*_c = 0{,}282 \text{ s}.$$

- Nel calcolo dei cedimenti con il metodo di BURLAND & BURBRIDGE si è aumentata del 25% la resistenza N_{SPT} in quanto i terreni sono costituiti da ghia-

[1] La resistenza pseudo-statica delle fondazioni nei confronti del raggiungimento del collasso del terreno subisce una riduzione per l'effetto cinematico e inerziale. Nelle analisi condotte il primo viene direttamente tenuto in conto introducendo i valori di F_0 e di a_g relativi all'area in esame (cfr. tabella 2.3). Non essendo noti a priori i valori dell'inclinazione *i* del carico agente sul piano di posa della fondazione, la R_c viene valutata per differenti valori di *i*. La R_c da assumere nelle verifiche GEO sarà pertanto definita in una successiva fase del progetto noto il valore di *i*.

ia/sabbia e ghiaia fuori falda, in accordo con gli autori.

Si rimanda all'APPENDICE DI CALCOLO per i dettagli circa le procedure adottate per il calcolo della R_d. Si sottolinea che i calcoli sono condotti considerando un immorsamento delle fondazioni di 2 m. Tale condizione dovrà essere minimamente rispettata in quanto l'immorsamento interviene direttamente come elemento stabilizzante della fondazione.

4.2.2 – Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportati le modalità, i parametri ed i risultati dei calcoli di resistenza per collasso dell'insieme fondazione terreno.
I risultati sono riassunti nella tabella 4.1.

TABELLA 4.1 – RIASSUNTO CALCOLI DI RESISTENZA E DI CEDIMENTO

B [m]	R_c [kPa]	q_{t_calc} [kPa]	w [cm]	k_{si} [kN/m^3]	k_{vm} [kN/m^3]	$R_{DA1\text{-}c2}$ [kPa]	R_{DA2} [kPa]
1,20	514,6	171,5	1,46	17666,5	11777,6	174,9	223,8
1,40	516,7	172,2	1,66	15538,0	10358,7	175,1	224,6
1,80	521,9	174,0	2,08	12515,3	8343,6	176,0	226,9
2,00	544,9	181,6	2,45	11104,2	7402,8	183,7	236,9
2,50	538,7	179,6	3,05	8824,4	5882,9	180,9	234,2

BL = larghezza della fondazione (B' della [5.1]),

R_c = resistenza limite di calcolo per collasso del complesso fondazione - terreno,

q_{t_calc} = pressione di contatto fondazione-terreno per il calcolo dei cedimenti = $R_c/3$,

w = cedimento medio sotto la pressione q_{t_calc},

k_{vm} = coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER sotto la pressione $q_{t_calc} = (q_{t_calc}/w)$,

k_{si} = coefficiente di sottofondo verticale tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico:

$$q_{t_calc} = R_c * k_{si} * w_t / (R_c + k_{si} * w_t).$$

$R_{DA1\text{-}c2}$= resistenza del terreno secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2),

R_{DA2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Capitolo 5 ***INDICAZIONI PROGETTUALI ED ESECUTIVE***

5.1 – Indicazioni progettuali

- Nelle verifiche agli SLU per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO) e quindi laddove si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni, si potrà considerare l'APPROCCIO 2 (combinazione (A1+M1+R3) – R_{DA2} di tabella 4.1).

- La PRESSIONE DI CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO q_t potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N/B' \quad [5.1]$$

  dove:
  $B' = B - 2 * e$,
  $e = M/N$,
  N = risultante forze verticali in fondazione,
  M = coppia in fondazione.

- I cedimenti calcolati sono da intendere per buona parte come cedimenti "istantanei". Nelle analisi sono stati considerati i cedimenti differiti nel tempo dovuti a fenomeni di *creep*. Questi, secondo BURLAND & BARBIDGE (1985) a partire dal termine della costruzione a 50 anni, ammonterebbero a circa il 30% del cedimento totale calcolato.

- Come prescritto nelle NTC occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti delle fondazioni siano ammissibili con la funzionalità dell'opera in progetto (verifiche SLE). A tale scopo si potrà fare riferimento ai risultati dell'analisi interattiva struttura-terreno condotta adottando i parametri di deformabilità indicati nella tabella 4.1.

5.2 – Indicazioni esecutive - Preparazione sedime fondazioni

Le fondazioni esaminate state considerate impostate sui terreni superficiali costituenti lo strato A.
Si consiglia in corso d'opera la visione critica da parte della *D.LL.* dei terreni

presenti alla Q_f verificare l'effettiva presenza dei terreni in situ a prevalente frazione grossolana (sabbia e ghiaia) costituenti lo strato A.
Qualora fossero presenti i terreni di ricoprimento superficiale, materiali di posizione antropica, lenti di terreno particolarmente molle o qual altro ritenuto non idoneo come sedime di fondazione occorrerà prevederne la bonifica.

La bonifica potrà essere costituita da inerte vibrocompattato o da calcestruzzo magro.
Nel primo caso si consiglia l'utilizzo d'inerte con il 70% di ghiaia e ghiaietto, il 25% di sabbia e il 5% di fino deposti a strati. Gli spessori degli strati di stesura saranno funzione dell'apparecchiatura di compattazione adottata e comunque non superiore a 0,3 m. In ogni caso i materiali stesi dovranno raggiungere il 97.5% dell'OTTIMO DI PROCTOR MODIFICATO.
Qualora si adottasse calcestruzzo magro questo sarà dosato a 100 kg/m^3 di cemento.
L'adozione del calcestruzzo magro è consigliata in corrispondenza di fondazioni di ridotte dimensioni, in quanto ivi la lavorazione dell'inerte appare particolarmente disagevole.

APPENDICE DI CALCOLO

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE
MODALITA' DI CALCOLO DELLA RESISTENZA

CONDIZIONE STATICA

La resistenza di calcolo R_c del complesso fondazione-terreno viene calcolata utilizzando l'espressione BRINCH-HANSEN (1970):

$$R_c = c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c + q'*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q + 0,5*\gamma'_i*B'*N_\gamma*s_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma*r_\gamma \quad [1]$$

dove:

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio;

$N_c = (N_q-1)/\tan\varphi'$,

$N_q = \tan^2(45°+\varphi'/2)*e^{\pi*\tan\varphi'}$,

$N_\gamma = 2*(N_q+1)*\tan\varphi'$,

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace,

c = coesione,

s = fattori di forma della fondazione,

i = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico,

b = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione α_{pf} ella base della fondazione,

g = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione α_{pc} del piano campagna,

d = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa,

$r_\gamma = 1-0,25*\log(B/2)$ = fattore di riduzione della R_c in funzione di B,

γ'_i = peso di volume efficace del terreno al disotto della fondazione,

$B' = B -2*e$,

B = lato minore della fondazione,

e = eccentricità del carico,

$q' = \gamma'_s*D_f$ = sovraccarico a lato della fondazione,

D_f = immorsamento della fondazione,

γ'_s = peso di volume efficace del terreno al disopra della fondazione.

Per tenere in conto la dipendenza dell'angolo dì resistenza al taglio dal livello tensionale il programma, su richiesta, considera quanto proposto da BOLTON (1986) secondo cui il valore dell'angolo d'attrito massimo (valore massimo φ'_p di picco) ed il valore ultimo (φ'_{cv}, valore minimo a volume costante) sono legati dall'espressione:

$$\varphi'_p - \varphi'_{cv} = m*[D_r*(10-\ln p'_f)-1]$$

dove:

D_r = densità relativa,

p'_f = pressione media efficace a rottura = $(p_{lim}+3*q')*(1-\text{sen}\varphi')/4$ (DE BEER - 1964).

Il calcolo della p_{lim} viene condotto iterativamente utilizzando il valore di φ'_{cv} fino a convergenza (φ'_3).

Nell'analisi agli S.L.E., la pressione di contatto fondazione-terreno p_{t_calc}, utilizzata per il calcolo del cedimento della fondazione, viene valutata introducendo il coefficiente F_s:

$$p_{t_calc} = R_c/F_s$$

Nel calcolo agli stati limiti ultimi (S.L.U.), la verifica per collasso dovuto al raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno deve soddisfare la condizione:

$$E_d <= R_d$$

dove E_d e R_d sono rispettivamente i valori di progetto dell'azione e della resistenza.

La R_d viene calcolata secondo il D.M. del 14/01/08:

Approccio 1 - Combinazione 1: $R_d = R_{c1}(\varphi, c)$

Approccio 1 - Combinazione 2: $R_d = 1/\gamma_{R2} * R_{c2}(\varphi_R, c_R)$

Approccio 2: $R_d = 1/\gamma_{R3} * R_{c1}(\varphi, c)$

Per $R_{c1}(\varphi, c)$ si è indicata la resistenza di calcolo più sopra trattata, per $R_{c2}(\varphi_R, c_R)$ la resistenza di calcolo valutata adottando i valori di φ e c ridotti secondo l'espressione:

$$\varphi_R = \arctan[\tan(\varphi)/\gamma_{M2}]$$

$$c_R = c/\gamma_{M2}$$

Sopra si è indicato con:

γ_{R2} = coefficiente parziale pari a 1,8 (tabella 6.4.I - D.M. 14/01/08),

γ_{R3} = coefficiente parziale pari a 2,3 (tabella 6.4.I - D.M. 14/01/08),

γ_{M2} = coefficiente parziale pari a 1,25 e 1,4 rispettivamente per terreno in condizione drenata e non drenata (tabella 6.2II - D.M. 14/01/08).

CONDIZIONE CON SISMA (ANALISI PSEUDO-STATICA)

In condizione sismica, nell'analisi pseudo-statica la resistenza R_c subisce una riduzione per l'effetto inerziale e cinematico.

La variazione viene portata in conto impiegando coefficienti correttivi come di seguito esposto.

. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti *i* dell'espressione [1] in funzione del coefficiente sismico K_{hi} che influenza l'inclinazione del carico agente sul piano di posa della fondazione rispetto alla verticale.

. L'effetto cinematico modifica il solo fattore N_γ ad opera del coefficiente correttivo $e_{\gamma k}$.

Il coefficiente correttivo $e_{\gamma k}$ viene calcolato tramite il Metodo delle Caratteristiche secondo il quale risulta pari a:

$$e_{\gamma k} = [1 - K_{hk}/\tan(\varphi)]^{0,45}.$$

Il valore del coefficiente di accelerazione sismico orizzontale del terreno K_{hk} è valutato con l'espressione:

$$K_{hk} = \beta_s * a_{max}/g$$

β_s = coefficiente di riduzione della accelerazione a_{max} attesa al sito e assume i valori riportati nella tabella 7.11.1 in funzione di a_g e della categoria di sottosuolo,

a_g [g] = accelerazione orizzontale massima del terreno in funzione del tempo di ritorno T_R,

g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione a_{max} attesa al sito è valutata tramite l'espressione:

$$a_{max} = S_s * S_T * a_g$$

S_s = cefficiente di amplificazione stratigrafica funzione di F_0, di a_g e della categoria di sottosuolo,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

S_T = coeff. d'amplificazione topografica funzione della categoria topografica (cfr. tab. 3.2.VI delle NTC).
Oltre a quanto sopra la R_c viene valutata considerando la riduzione del peso di volume γ che in condizioni pseudo-statiche può essere assunto pari a:

$$\gamma^* = \alpha_\gamma * \gamma$$

$\alpha_\gamma = [(1-K_v)^2 + K_h^2]^{0,5}$

$K_v = 0,5\ K_h$,

K_{hk} = già definito sopra.

Sulla base di quanto sopra, il calcolo di R_c viene eseguito facendo riferimento ai valori di T_R prefissati e dell'accelerazione a_g dedotta dalla classificazione sismica. Non essendo nota a priori l'inclinazione del carico agente sul piano di posa della fondazione, la R_c viene valutata per differenti valori di *i*. La R_c da assumere nelle verifiche GEO sarà quindi definita in una successiva fase del progetto, noto il valore di *i*.

MODALITA' DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

Metodo di BURLAND e BURBIDGE (1984)

Il calcolo del cedimento $w_{B\&B}$ di una fondazione diretta viene condotto secondo BURLAND e BURBIDGE utilizzando la seguente espressione:

$$w_{B\&B} = f_s * f_H * f_t * [\sigma'_{v0} * B'^{0,7} * I_c/3 + (p_{t_calc} - \sigma'_{v0}) * B'^{0,7} * I_c] \quad [mm]$$

p_{t_calc} = pressione verticale di contatto fondazione-terreno [kPa],

σ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla Q_f [kPa],

B' = minima dimensione dell'area reagente della fondazione [m],

I_c = indice di compressibilità funzione della N_{SPT},

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi funzione della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e della componentre viscosa dei cedimenti.

Metodo del semispazio elastico (BOWLES -1982)

Il calcolo del cedimento w_B di una fondazione diretta è condotto utilizzando la seguente espressione

$$w_B = (p_{t_calc} - \sigma_0) * B' * I_w * I_F * (1-\nu^2)/E_s + \sigma_0 * B' * I_w * I_F * (1-\nu^2)/(\alpha * E_s)$$

p_{t_calc} = pressione verticale di contatto fondazione-terreno [kPa],

σ_o = pressione di sovraconsolidazione,

B' = minima dimensione dell'area reagente della fondazione,

I_w = coefficiente d'influenza per fondazione "rigida", funzione di B', L' (BOWLES - 1982),

I_F = coefficiente d'influenza secondo FOX (1948) funzione del rapporto D, B', L' ,

D = profondità d'imposta della fondazione rispetto al piano campagna originario Q_{pc},

ν = coefficiente di Poisson,

$E_s = m*(\sigma'_h/100)^n*100$ = modulo di elasticità del terreno [kPa],

m = gradiente del modulo E_s,

n = esponente del modulo,

σ'_h = pressione orizzontale efficace in esercizio alla profonditaà = $\sigma'_v * k_0$,

σ'_v = pressione verticale efficace in esercizio alla profondità $\alpha * B'/2$ da Q_f,

k_0 = coeffciiente di pressione a riposo = $(1-\text{sen}\varphi)$.

DATI DI INPUT

Geotecnica

Strato n°	φ [gradi]	c [kPa]	D_r [%]	γ_i [kN/m^3]	N_{SPT} [/]	m [/]	Q_l [m]
1	24,5	0,0	40,0	19,0	10	430,0	6,0
2	24,0	0,0	35,0	19,0	7	400,0	30,0
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0

γ_s	15,0	
n	0,60	
ν	0,30	
Q_w	3,5	Quota livello acqua sotterranea [m]

Geometrie FONDAZIONI NASTRIFORMI

Calcolo n°	B [m]	L [m]	Q_{pc} [m]	Q_{pci} [m]	Q_f [m]	α_{pf} [gradi]	α_{pc} [gradi]
1	1,20	6,00	0,0	0,5	2,5	0,0	0,0
2	1,40	7,00	0,0	0,5	2,5	0,0	0,0
3	1,80	9,00	0,0	0,5	2,5	0,0	0,0
4	2,00	10,00	0,0	0,5	2,5	0,0	0,0
5	2,50	12,50	0,0	0,5	2,5	0,0	0,0

Carichi

Calcolo n°	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1	1,0	0,0	0,0
2	1,0	0,0	0,0
3	1,0	0,0	0,0
4	1,0	0,0	0,0
5	1,0	0,0	0,0

Generali

Spess. strato deformabile [m]:	30,0
Tipo di carico:	statico
Tempo [anni]	50,0
Cedimento ammiss. w_{amm} [cm]:	2,5
Terreno:	G/S-G
Coefficiente F_s:	3,0
α (cfr. sotto):	2,0
E_{OCR}/E_{NC} (E = modulo di Young)	2,0

a_g [g]:	0,045
F_0:	2,676
T^*_c:	0,282
Tipo suolo:	C
Categoria topografia T:	T1

NB. Il singolo parametro geotecnico P introdotto nei calcoli (φ, m, N_{SPT}, D_r) rappresenta il valore medio ponderale dei parametri dei singoli strati, entro lo spessore α*B di terreno significativamente interessato dalla fondazione, calcolato utilizzando l'espressione generica:

$$P = (\Sigma i\ P_i * \Delta H_i)/(\alpha * B)$$

P_i = generico parametro relativo allo strato iesimo,

ΔH_i = spessore terreno con associato il parametro P_i.

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA IN CONDIZIONI STATICHE

Parametri

B [m]	φ_1 [gradi]	φ_2 [gradi]	φ_3 [gradi]	c [kPa]	γ_i [kN/m^3]
1,2	24,5	24,5	**24,5**	0,0	13,8
1,4	24,5	24,5	**24,5**	0,0	13,2
1,8	24,5	24,5	**24,5**	0,0	12,5
2,0	24,4	24,4	**24,4**	0,0	12,3
2,5	24,4	24,4	**24,4**	0,0	11,8

Il calcolo è eseguito senza decurtazione di Fi secondo BOLTON

Coefficienti

Calcolo n°	1	2	3	4	5	
N_c	20,01	20,01	19,99	19,92	19,80	
s_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$s_c=1+N_q/N_c*B'/L$ (ISOL.); sc=1 (NASTR.)
d_c	1,36	1,33	1,29	1,35	1,28	$d_c=d_q-(1-d_q)/(N_c*\tan\varphi)$
i_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	ic = iq - (1-iq)/(Nq-1)
b_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_c=b_q-(1-b_q)/(N_c*\tan\varphi)$
g_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_c=g_q-(1-g_q)/(N_c*\tan\alpha_{pc})$
γ_i'	13,75	13,21	12,50	12,25	11,80	
N_γ	10,13	10,13	10,11	10,04	9,92	
s_γ	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	$s_\gamma=1-0,4*B/L$
i_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$i_\gamma=[1-(T/(N+B'*L*c/\tan\varphi)]^{(m+1)}$
b_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_\gamma=(1-\alpha_{pf}*\tan\varphi)^2$
g_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_\gamma=(1-\tan\alpha_{pc})^2$
q'	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	
N_q	10,12	10,12	10,10	10,05	9,96	
s_q	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09	$s_q=1+B/L*\tan\varphi$
d_q	1,32	1,30	1,26	1,31	1,25	$d_q=1+2*\tan\varphi*(1-\text{sen}\varphi)^2*\tan^{-1}(D/B)$ per (+) D/B>=1
i_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$i_q=[1-T/(N+B'*L*c/\tan\varphi)]^m$ m=(2+B'*L)/(1+B'/L)
b_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_q=(1-\alpha_{pf}*\tan\varphi)^2$
g_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_q=(1-\tan\alpha_{pc})^2$
r_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98	

(+) $d_q=1+2*D/B*\tan\varphi*(1-\text{sen}\varphi)^2$ (D/B<1)

Risultati

			S.L.U.		
			A1-c1	A1-c2	A2
Calcolo n°	**R_{c1} [kPa]**	**R_{c2} [kPa]**	**R_D [kPa]**	**R_D [kPa]**	**R_D [kPa]**
1	**514,6**	**314,8**	**514,6**	**174,9**	**223,8**
2	**516,7**	**315,2**	**516,7**	**175,1**	**224,6**
3	**521,9**	**316,8**	**521,9**	**176,0**	**226,9**
4	**544,9**	**330,7**	**544,9**	**183,7**	**236,9**
5	**538,7**	**325,7**	**538,7**	**180,9**	**234,2**

A1-c1 = Appr. 1 Comb. 1
A1-c2 = Appr. 1 Comb. 2
A2 = Appr. 2

RISULTATI DEI CALCOLI DI CEDIMENTO

Metodo di BURLAND & BURBRIDGE

Coefficienti

Calcolo	f_s	f_H	f_t	N_{SPT}	$N_{SPTcorr}$	I_c	σ'_{v0}
n°	/	/	/	/	/	/	[kPa]
1	1,42	1,00	1,54	10,0	12,50	0,05	37,5
2	1,42	1,00	1,54	10,0	12,50	0,05	37,5
3	1,42	1,00	1,54	9,9	12,40	0,05	37,5
4	1,42	1,00	1,54	9,6	12,03	0,05	37,5
5	1,42	1,00	1,54	9,1	11,38	0,06	37,5

Metodo del semispazio elastico (BOWLES -1982)

Coefficienti

Calcolo n°	I_w /	I_F /	σ'_v [kPa]	k_0 /	σ'_h [kPa]	σ_0 [kPa]	m [/]	E [kPa]
1	1,88	0,73	51,0	0,59	29,9	37,5	430,0	20818,1
2	1,88	0,75	53,0	0,59	31,0	37,5	430,0	21304,1
3	1,88	0,79	57,0	0,59	33,4	37,5	429,2	22216,7
4	1,88	0,80	59,0	0,59	34,6	37,5	426,3	22544,9
5	1,88	0,84	64,0	0,59	37,6	37,5	421,0	23414,2

Risultati

Calcolo n°	P_{t_calc} [kPa]	$w_{B\&B}$ [cm]	w_B [cm]	**w_{medio} [cm]**	**k_{vm} [kN/m³]**	**k_{si} [kN/m³]**	P'_{t_calc} [kPa]
1	171,5	1,81	1,10	**1,46**	**11777,6**	**17666,5**	171,5
2	172,2	2,03	1,30	**1,66**	**10358,7**	**15538,0**	172,2
3	174,0	2,47	1,70	**2,08**	**8343,6**	**12515,3**	174,0
4	181,6	2,92	1,99	**2,45**	**7402,8**	**11104,2**	181,6
5	179,6	3,64	2,46	**3,05**	**5882,9**	**8824,4**	147,1

P_{t_calc} = pressione per il calcolo dei cedimenti,

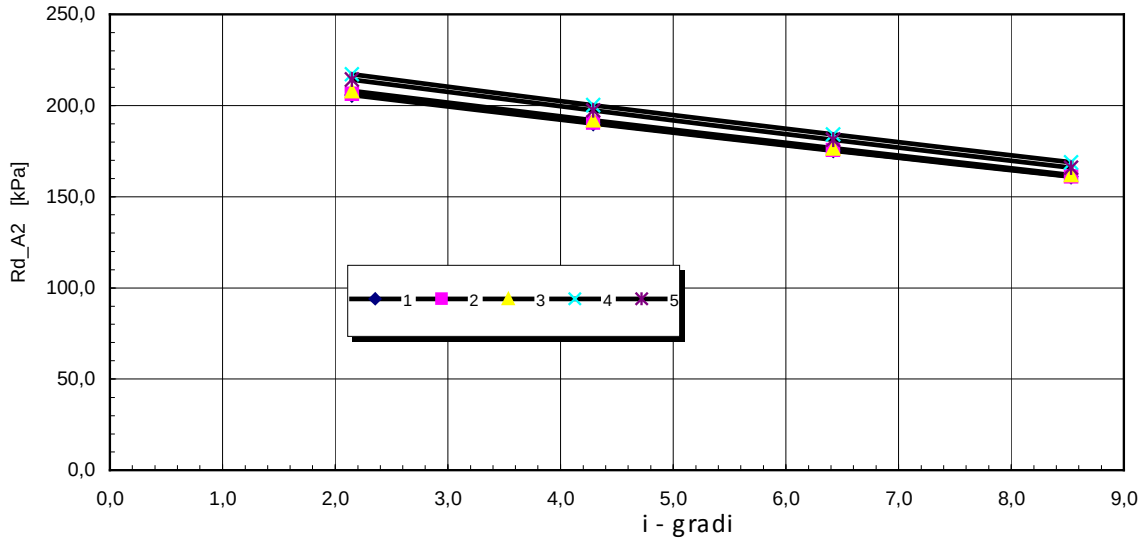
k_{vm} = coefficiente di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = q_0/w_{medio}.

k_{si} = coefficiente di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico = $k_{si} = (R_c * q_0)/(w_{medio} * (R_c - q_0)$.

P't_calc = press. con w <= wamm

wamm = 2,5 [cm]

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA IN PRESENZA DI SISMA

Calcolo n.	i	i_q	i_γ	$e_{\gamma k}$	R_c	$R_{D_A1.C1}$	$R_{D_A1.C2}$	R_{D_A2}
	gradi	[/]	[/]	[/]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	2,15	0,93	0,90	0,99	**473,0**	**473,0**	**160,8**	**205,7**
	4,29	0,87	0,80	0,99	**437,3**	**437,3**	**148,8**	**190,1**
	6,42	0,80	0,71	0,99	**403,1**	**403,1**	**137,3**	**175,3**
	8,53	0,74	0,63	0,99	**370,3**	**370,3**	**126,2**	**161,0**
2	2,15	0,93	0,90	0,99	**474,5**	**474,5**	**160,9**	**206,3**
	4,29	0,87	0,80	0,99	**438,4**	**438,4**	**148,8**	**190,6**
	6,42	0,80	0,71	0,99	**403,8**	**403,8**	**137,1**	**175,6**
	8,53	0,74	0,63	0,99	**370,7**	**370,7**	**126,0**	**161,2**
3	2,15	0,93	0,90	0,99	**478,4**	**478,4**	**161,4**	**208,0**
	4,29	0,87	0,80	0,99	**441,5**	**441,5**	**149,1**	**192,0**
	6,42	0,80	0,71	0,99	**406,1**	**406,1**	**137,3**	**176,6**
	8,53	0,74	0,63	0,99	**372,4**	**372,4**	**126,0**	**161,9**
4	2,15	0,93	0,90	0,99	**499,4**	**499,4**	**168,5**	**217,1**
	4,29	0,87	0,80	0,99	**460,7**	**460,7**	**155,6**	**200,3**
	6,42	0,80	0,71	0,99	**423,7**	**423,7**	**143,2**	**184,2**
	8,53	0,74	0,63	0,99	**388,3**	**388,3**	**131,4**	**168,8**
5	2,15	0,93	0,90	0,99	**492,7**	**492,7**	**165,6**	**214,2**
	4,29	0,87	0,80	0,99	**453,9**	**453,9**	**152,7**	**197,4**
	6,42	0,80	0,71	0,99	**416,9**	**416,9**	**140,4**	**181,3**
	8,53	0,74	0,63	0,99	**381,6**	**381,6**	**128,7**	**165,9**

S_s = 1,50	S_T = 1,00	$a_{max}[m/s^2]$= 0,66	β_s = 0,2
K_h = 0,01	K_v = 0,01	α_γ = 0,99